

(22) 弾性滞水管における被圧地下水の水理について

京都大学防災研究所 正員 速水 頌一郎

被圧地下水の古典理論では地下水が流動する粒子間の空隙をいつも不変と假定している。しかし現実の滞水層はけつして剛体ではなく水圧の変動によつて変形するのであつて滞水層の変形はまた地下水の流動に影響する。被圧地下水の理論に於ける滞水層の変形がとりいれられねのは地下水学の進歩であるが、水圧の変動と滞水層の変形との関係はまだよく研究されてゐない。Theis, Jacobs などの弾性滞水層理論では滞水層を完全弾性体とし、水圧変動に等しい荷重変動がそのまま滞水層に働くと假定している。しかしかかる単純な假定では実状に則さない点が多い。一般に重力下にある土砂層の圧縮率は圧縮過程に大きく、膨脹過程に小さいのであつて、Hookの法則は適用されない。筆者らは被圧地下水の揚水試験によつてこのことを確めた。滞水層に対して水圧低下過程は圧縮過程であり、水圧上昇過程は膨脹過程である。被圧滞水層(厚さD)に掘った縦井戸(半径 r_0)からの揚水(揚水率Q)による水頭の変動(S)はTheisなどの理論によると(2)式で與えられる。この式で σ は滞水層の圧縮率 $\times$ 重力の加速度 $\times$ 水の密度、 K は滞水層の透水性、 r は井戸からの距離、 t は時間を表す。条件を(2)式のようにかけば(1)式の解は(3)式によつて与えられる。時間が相当なと(3)は(4)式のようにかける。

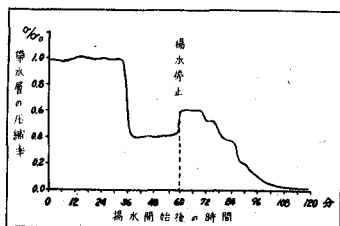


図-1

$$\sigma D \cdot \partial S / \partial t = K D / r \cdot \partial (r \cdot \partial S / \partial r) / \partial r \quad \dots (1)$$

$$t=0, r \geq r_0 \text{ に } S=0$$

$$t > 0, r = r_0 \text{ に } -2\pi K D \cdot \partial S / \partial r = Q \quad \dots (2)$$

$$r \rightarrow 0 \text{ に } -2\pi K D \cdot \partial S / \partial r \rightarrow 0, \sigma, Q = \text{一定}$$

$$S = Q / 4\pi K D \int_0^\infty \exp(-u) / u \cdot du$$

$$= Q / 4\pi K D W(\sigma r^2 / 4 K t) \quad \dots (3)$$

$$S = 2.303 Q / 4\pi K D (\log t / r^2 - \log \sigma / 2.25 K) \quad \dots (4)$$

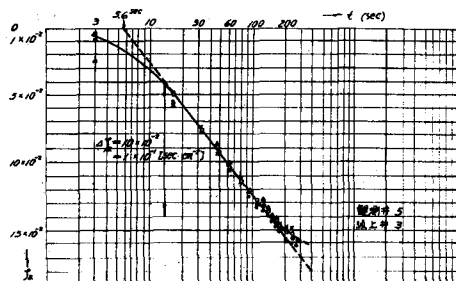


図-2

σ は常用材料表をよす。 σ, K は(3) または(4)によつて揚水実験から求められる。 σ が水圧変動の過程で変る場合にはそれは次のようにして求められる(岡田秀明の方法): 時間 t の代りに新変数 $\tau = \int_0^t dt / \sigma$ を導入すると(1), (2)式の形は変らなから $t = \tau, \sigma = 1$ とおけば(3), (4)式はそのまま成立する。 まず第1近似として $\sigma = \sigma_0$ (常数) とおき揚水実験から σ_0 を求める。 K は σ が変つて t 変らな。 次に σ_0, K を使つて $S' = Q / 4\pi K D \times W(\sigma_0 r^2 / 4 K \theta) - \theta$ は時間を表す別の記号 - の図

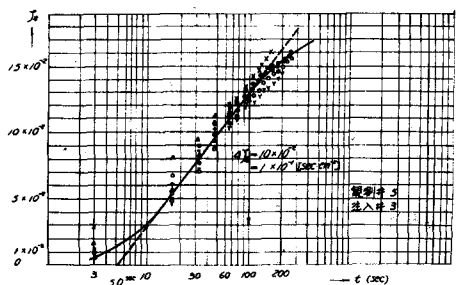


図-3

を描き、観測の S と比較して各時刻 t における S と一致する S' からこれに應ずる θ を求めて、 (t, θ) 曲線を描く。 S と S' とが等しい点では W の値が等しいから

$$\sigma_0 r^2 / 4\kappa\theta = r^2 / 4\kappa T \rightarrow \sigma_0 / \theta = 1/T$$

$$\rightarrow \int_0^T dt / \sigma = \theta / \sigma_0 \rightarrow dt / d\theta = \sigma / \sigma_0 \dots (5)$$

すなわち σ の値は (t, θ) 曲線の勾配によって求められる。水压恢復過程についても同様の方法が使える。

図-1はこの方法によって大阪十三での揚水試験から求めた σ の変化を示す。平均して(水压上昇時の σ /水压低下時の σ)=0.6である。この傾向は他の場所でもみられ、また模型実験によっても確認された(赤井浩一)。模型には $5m \times 2.7m \times 1.5m$ の寸法をもち一側面で水压を一定にした実験槽を使って揚注水実験を行った。この場合側壁の影響は映像を考えればよいから時間が経った後の S は(4)式の代りに(6)式で与えられる。ここに n は

$$S/Q (=S^*) = 2.303 / 4\pi\kappa D (3 \log t - 3 \log \sigma / 2.25\kappa - \sum 2 \log r_i + \log r_4^2), i=1, 2, 3 \dots (6)$$

揚注水井戸から側壁までの2倍の距離、 r_4 は定水压壁までの2倍の距離を表す。図-2, 3は実験結果の一部を示したものである。(6)式によって σ の値は $S=0$ となる時刻 t から得られる。図からこの場合直ちに(注水時の σ /揚水時の σ)=0.9。以上の考察では滞水層の縮みを $\sigma D S$ に等置したが滞水層が縮むと被覆地盤は同時に変形し、その内部圧力によって荷重の一部を負担するようである。尼崎で260m, 215mの滞水層から交互に揚水したとき150mの滞水層では図-4のように水压が却って上昇したがこれはこの関係を暗示するものである。水压低下過程とその恢復過程とで σ の値が異なるならば揚水-揚水停止のサイクル間に地盤は $n(\sigma_1 - \sigma_2)DS_0$ だけ沈下するであろう。ここに σ_1, σ_2 はそれぞれ揚水時、揚水停止時の σ の平均値、 S_0 は揚水時の最大水压低下、 n は係数を表す。筆者はこの考えを大阪の地盤沈下に応用した。図-5は地盤沈下、図-6, 7は S_0 の分布を示す。計算に当たり r, Q は実測に基づき、 $t=1/2hr, D=10m$, 上部滞水層で $K=1.0 \times 10^{-4}(c.g.s.)$, $\sigma=2 \times 10^{-6}(c.g.s.)$, 下部滞水層で $K=1.0 \times 10^{-7}(c.g.s.)$, $\sigma=2 \times 10^{-7}(c.g.s.)$ とした。地盤沈下と S_0 との相関は美麗である。この計算で

は大和川河口に散在する井戸群と上町台地の影響は考慮してない。

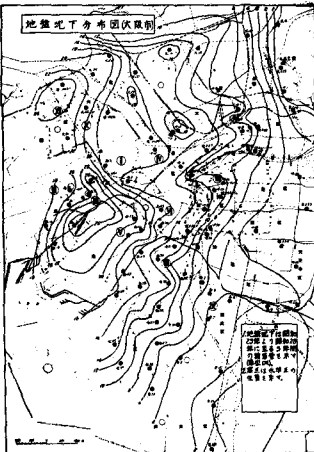


図-5



図-6

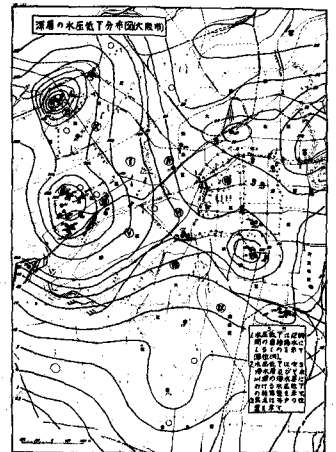


図-7